T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関するE-ディフェンス振動台実験
Title(English)	E-DEFENSE SHAKING TABLE TESTS ON A STEEL HIGH-RISE BUILDING RETROFITTED BY STEEL DAMPERS AGAINST LONG-PERIOD GROUND MOTIONS
著者(和文)	佐藤大樹, 長江拓也, 大内隼人, 島田侑, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 福和伸夫
Authors(English)	daiki sato, Haruyuki Kitamura, Koichi Kajiwara, Masayoshi NAKASHIMA
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 667,
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 667,
発行日 / Pub. date	2011, 9
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/76/667/76_667_1639/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

【カテゴリーⅠ】

日本建築学会構造系論文集 第76巻 第667号, 1639-1648, 2011年 9 月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 76 No. 667, 1639-1648, Sep., 2011

長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関するE-ディフェンス振動台実験

E-DEFENSE SHAKING TABLE TESTS ON A STEEL HIGH-RISE BUILDING RETROFITTED BY STEEL DAMPERS AGAINST LONG-PERIOD GROUND MOTIONS

佐藤大樹[*1]，長江拓也[*2]，大内隼人[*3]，島田　侑[*4]
北村春幸[*5]，福山國夫[*6]，梶原浩一[*7]，井上貴仁[*8]
中島正愛[*9]，斉藤大樹[*10]，福和伸夫[*11]

Daiki SATO, Takuya NAGAE, Hayato OUCHI,
Yu SHIMADA, Haruyuki KITAMURA, Kunio FUKUYAMA,
Kouichi KAJIWARA, Takahito INOUE, Masayoshi NAKASHIMA,
Taiki SAITO and Nobuo FUKUWA

A series of shaking table tests on a high-rise building are conducted in order to assess effects of retrofit using steel dampers. The specimen consists of a four-story steel frame and an upper substitute layers made of concrete slabs and rubber bearings. Steel brace dampers are attached to the steel frame, and modeled steel dampers are utilized for the substitute layers. Long-period ground motions and a design ground motion are used for the tests. Total input energies of the specimen reasonably correspond to the estimations of energy spectra. The deformations of specimen are reduced especially in the portion having dampers. In the steel frame, the energy is mostly dissipated in the steel brace dampers. The capacities of the steel brace dampers are estimated about ten times larger than the seismic demand in a strong long-period ground motion.

Keywords : *High-rise building, Long-period ground motion, Shaking table test, Energy absorption, Response reduction, Retrofit*
超高層建物，長周期地震動，振動台実験，エネルギー吸収，制振，耐震改修

1. はじめに

現在，海溝型の巨大地震の発生が高い確率で予測されている。そのとき内陸部に発生する長周期地震動は，超高層建物の設計で標準的に用いられていた地震動に比べ数倍もの入力エネルギーを有する可能性がある。そのため，長周期地震動を受ける既存の超高層建物群に大きな被害が生じることが危惧されている[1)-4)]。こうしたなか，2007 年度 3 月に（独）防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）において，鋼構造架構に対する大規模な振動台実験が行われた[5)-7)]。そこでは，1980 年以前に建てられた超高層鋼構造建物の構造詳細をなるべく忠実に再現した床スラブ付きの鋼構造架構を下層部分とし，その上に上層部分の水平慣性力を再現する実験装置を取り付けることで，長周期地震動を受ける超高層鋼構造建物の揺れを下層部分の鋼構造架構に生じさせた。実験では，架構内で消費されたエネルギーの大半が梁の端部に集中していた。梁の下フランジは，多数回の繰返し変形を受けることでスカラップ周辺から破断に至った。

社会の機能維持・建物機能の早期的な回復の観点からも，既存超高層建物におけるこのような被害を低減する必要があり，その最も有効な手段のひとつとして，ダンパーによって建物の応答を低減する制振補強が挙げられる。その効果に関する資料が，解析的な検証によって蓄積されつつある[例えば 8)-12)]。ただし，実際の建物に関するデータは少ないのが現状である。今後，さらに実験検証を積み重ね

*1 東京理科大学理工学部建築学科　助教・博士(工学)　Assist. Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*2 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター　主任研究員・博士(工学)　Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.
*3 東京理科大学理工学研究科建築学専攻　大学院生　Graduate Student, Tokyo Univ. of Science
*4 鹿島建設㈱（元　東京理科大学理工学研究科建築学専攻　大学院生）　Kajima Corporation
*5 東京理科大学理工学部建築学科　教授・博士(工学)　Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*6 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター　客員研究員　Visiting Researcher, NIED
*7 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター　統括主任研究員・博士(工学)　Principal Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.
*8 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター　企画室長・工博　Chief of Planning Section, NIED, Dr. Eng.
*9 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター　センター長・Ph. D.　Director, EERC, Dr. Eng.
*10 独立行政法人建築研究所国際地震工学センター　上席研究員・工博　Chief Research Engineer, BRI, Dr. Eng.
*11 名古屋大学大学院環境学研究科　教授・工博　Prof., Nagoya Univ., Dr. Eng.

ること，具体的には，建物に入力されるエネルギーを内部に設置されているダンパーで吸収し架構の損傷を効率的に低減させうること，さらに使用するダンパーが十分な保有性能を有すること，等を実証して広く提示する[5]ことが既存超高層建物に対する制振補強の促進につながると考えられる。そして，応答予測技術の向上，損傷モニタリング技術[13),14)]の向上も重要な課題となる。

こうした考えのもと，本研究では，2007年度の実験手法[6)]を採用することによって，2009年度9月に，鋼製ダンパーによって補強された超高層建物に関する実験を行った。本実験においては，事前に超高層建物の時刻歴応答解析を実施するとともに[11)]，既往の研究成果も踏まえて，現実的なダンパー量のうち，制振効果とダンパーの保有性能のバランスの良い条件をめざすこととした。そして，実験では，予測される中でも大きな入力エネルギーを有する長周期地震動を複数回入力し，ダンパーの応答低減効果を検証するとともに，一連の加振においてダンパーの吸収エネルギーをダンパー自身の損傷度合ととらえて分析する方針をとった。本論文では，その実験結果のうち，得られた実験データを設計で実際に用いられる基本原理に基づいて分析することとし，入力エネルギー，最大変形，エネルギー分担率，およびダンパーの保有性能評価を取り上げる。なお，ブレース補強の地震時付加応力が架構に及ぼす影響に関するガセットと梁の歪に基づく分析内容は別途報告する予定である。

本実験では，超高層建物の中層から下層に対して部分的にダンパーを設置することを想定するが，その主眼は当該設置範囲の層間変形や架構の損傷の低減にある。本実験手法は，上層部における全体曲げの影響を正確に反映することができないので，実験条件として，ダンパーの実効変形比[11)]を明示して考察を進める。

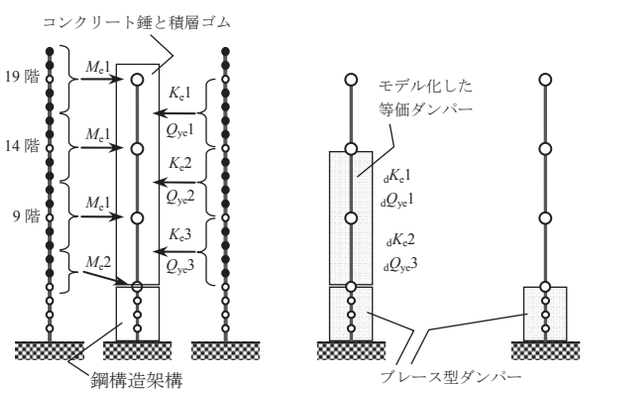
本論文の構成は次の通りである。2章では試験体，ダンパーおよび計測の概要を述べるとともに，エネルギーの算出方法を示す。3章では，ダンパーを組み込むことによる入力エネルギーの変化とエネルギースペクトルの対応について確認し，試験体の等価減衰を評価する。最大応答変形については，入力エネルギーの傾向を踏まえつつ分布形状にも着目して考察する。4章では，試験体内部での架構とダンパーのエネルギーの分担率について考察し，分担率に応じて架構の損傷が低減されていることを示すとともに，一連の実験で大きなエネルギー消費を課せられたダンパーの性能を検証する。

2. 実験内容

2.1 試験体概要

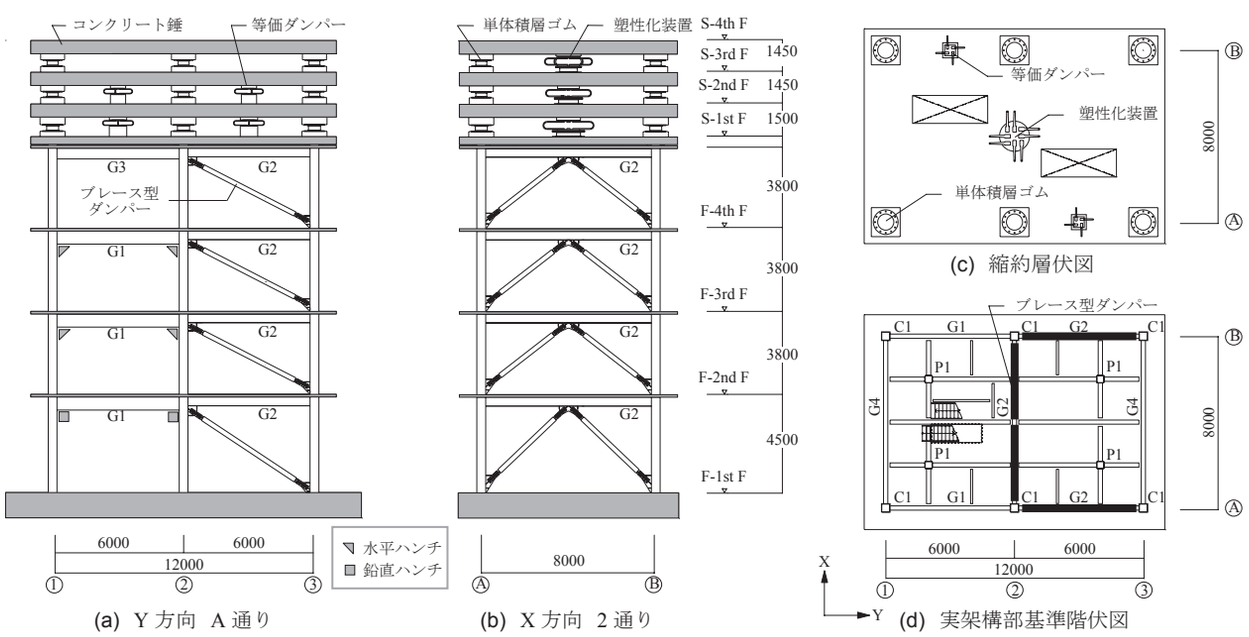
下層部分を鋼構造架構とする試験体の概念を図1に示す。超高層建物の統計資料にもとづく21階建物モデル[6)]（1次固有周期 $T_1 = 2.4$ 秒）が，E-ディフェンスにおいて加振可能な規模となる縮約モデルに置換され，これを表現するように上層部分の実験装置が用意される。本実験では，その下層部分と上層部分に鋼製ダンパーを組み込んだ。図1に示すように，以降，2007年度の試験体[6),7)]をF-07と呼ぶ。本実験における試験体については，ダンパーの高さ方向の配置範囲を参照し，想定21階建物の下層2/3を設置範囲とした場合をH-2/3，下層1/5を設置範囲とした場合をH-1/5と呼ぶ。

試験体の軸組図および伏図を図2(a)〜(d)に示す。試験体の諸元を表1に示す。写真1には振動台上における試験体の全景を示す。上層部分は5層分の重量をコンクリート錘3個に集約した。そして，「単



(a) 上層部分を縮約した基本モデル（2007年度実験）試験体名：F-07　(b) 高さ2/3の範囲にダンパー設置を想定 試験体名：H-2/3　(c) 高さ1/5の範囲にダンパー設置を想定 試験体名：H-1/5

図1 実験条件と試験体名



(a) Y方向 A通り　(b) X方向 2通り　(c) 縮約層伏図　(d) 実架構部基準階伏図

図2 試験体図 （単位：mm）

表 1 試験体諸元

(a) 架構部の部材断面

柱	C1	□-400x400x25
梁	G1	H-600x200x9x19
	G2	H-400x200x8x13
	G3	H-500x200x9x16
	G4	H-800x199x10x15
	G5	H-650x199x9x14

(b) 単体積層ゴム

層	外径 (mm)	総厚 (mm)	水平剛性 (kN/m)
S-3rd F	500	124	700
S-2nd F	600	117	1110
S-1st F	600	135	1300

(c) 塑性化装置

層	積層ゴム			U型ダンパー	
	外径 (mm)	総厚 (mm)	水平剛性 (kN/m)	水平剛性 (kN/m)	降伏強度 (kN)
S-3rd F	800	90	4160	12500	348
S-2nd F	900	90	4910	16600	464
S-1st F	1100	90	6430	19200	608

表 2 鋼製ダンパー諸元

(a) 等価ダンパー

層	水平剛性 (kN/m)		降伏強度 (kN)
	X	Y	X : Y
S-3rd F	-	-	-
S-2nd F	5920	5920	112
S-1st F	8880	8880	168

(b) ブレース型ダンパー

層	ダンパー剛性 (kN/m)		降伏強度 (kN)
	X	Y	X : Y
F-4th F	117000	81500	361
F-3rd F	117000	81500	361
F-2nd F	117000	81500	361
F-1st F	98300	72500	361

表 3 耐力比と剛性比

層	本試験			文献 11)	文献 19), 20)
	${}_d\alpha_y$	${}_d\beta$	${}_d\kappa$	${}_d\beta$	β_{opt}
S-3rd F	-	-	-	-	-
S-2nd F	0.059	0.142	1.22	0.212	0.235
S-1st F	0.059	0.175	1.46	0.211	0.260
F-4th F	0.090	0.254	1.86	0.215	0.298
F-3rd F	0.085	0.265	2.28	0.213	0.330
F-2nd F	0.080	0.263	2.30	0.211	0.332
F-1st F	0.071	0.245	1.62	0.235	0.276

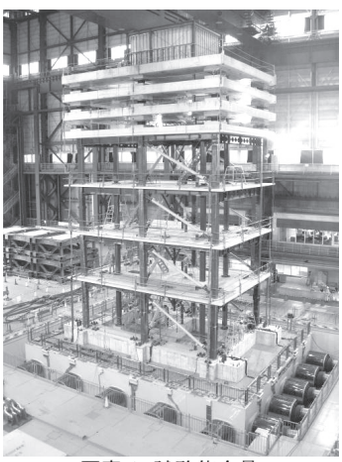


写真 1 試験体全景

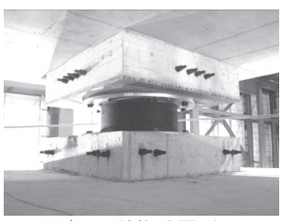


写真 2 単体積層ゴム

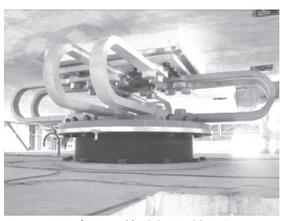


写真 3 塑性化装置

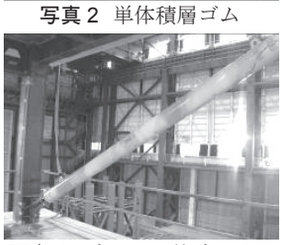
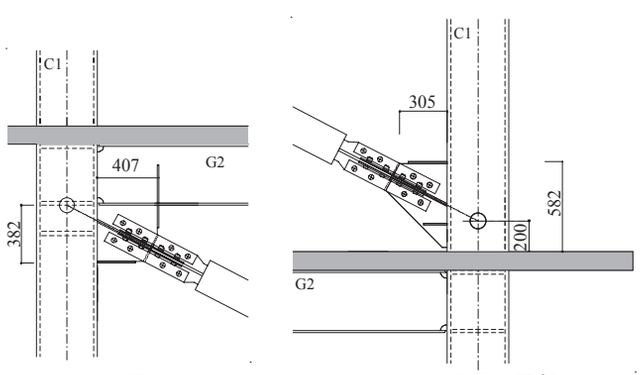


写真 4 ブレース型ダンパー

写真 5 等価ダンパー

体積層ゴム（写真 2）6 基」と「積層ゴムと鋼製 U 型ダンパーを直列に結合した塑性化装置（写真 3）1 基」によって 5 層分の非線形復元力特性を持たせた。この上層部分（S-1st F～S-4th F）を縮約層と呼ぶ。これより，試験体の固有周期やモード形状などの動特性が対象とした 21 階建物モデルと等価となり，長周期地震動を入力することによって，想定建物と同じ周期帯のエネルギースペクトル振幅と整合するエネルギー入力が得られることが確認されている [6), 7)]。そうした条件において，下層の鋼構造架構内に座屈拘束ブレース型ダンパー（写真 4）を設置し，縮約層には鋼製 U 型ダンパー（写真 5）を 5 層分に相当する等価ダンパーとして組み込んだ。ダンパーの配置は図 2 に示すとおりである。本論文では，H-2/3 および H-1/5 の制振効果を，F-07 の実験結果と比較しながら分析することとし，以降では，文献 6), 7)と同様に Y 方向を考察対象とする。



(a) A, B 通り上部　　(b) A, B 通り下部

図 3 ガセットプレート詳細図（単位：mm）

既存建物にブレース型ダンパーを設置することによって耐震補強を行う際には，何らかの方法で架構にガセットプレートを取付ける必要があり，これまでに様々な方法が提案されている [例えば 17)]。本研究では既存超高層建物の制振補強の更なる普及を視野に，既存の床スラブコンクリートのはつり工事を行わない，極力簡易な方法でダンパーを設置する方法を採用することとした。図 3 に A，B 通りにおけるガセットとダンパーの取付け詳細図を示す。ガセットプレート（板厚：16mm）を G2 梁および柱に現場溶接し，そこにダンパーをボルト接合した。ブレース型ダンパーには SN400B を用いており，設計時には統計資料を参照して降伏応力度の平均値を用いた。ダンパーの諸元を表 2 に示す。なお，材料実験の結果はその値と数パーセントの差異であった。ガセットプレートは，ブレース型ダンパーに用いた鋼材の歪硬化による耐力上昇 [12)]などを考慮して，ダンパーの上限と考えられる強度に対して十分な耐力 [18)]を有するように設計した。なお， G1 と G4 梁の端部には，2007 年度の実験結果を踏まえ，鉛直ハンチ，水平ハンチおよびシアプレート溶接による補強 [16)] も行われた。

2. 2　ダンパーの設計

式(1a)～(1c)で定義されるダンパーの降伏せん断力係数 ${}_d\alpha_y$，ダンパーと全体架構（＝ 主架構+ダンパー）の耐力比 ${}_d\beta$ およびダンパーと主架構の剛性比 ${}_d\kappa$ を表 3 に示す。

$$ {}_d\alpha_y = \frac{{}_dQ_y}{\sum_{j=i}^{N} m_j g}, \quad {}_d\beta = \frac{{}_dQ_y}{({}_fQ_y + {}_dQ_y)}, \quad {}_d\kappa = \frac{{}_dK}{{}_fK} \qquad \text{(1a-c)} $$

ここで，N：層数，${}_dQ_y$：ダンパー降伏荷重の水平成分の合計値，m_i：

i 層の質量，g：重力加速度，${}_fQ_y$：架構の降伏層せん断力，${}_dK$：ダンパー初期剛性の水平成分の合計値，${}_fK$：架構の初期剛性である。なお，${}_fQ_y$および${}_fK$は，F-07 を 3 次元の部材レベルでモデル化し，静的解析結果より算出した（付図 A1）。表 3 には，想定した 21 階建て建物に対して，ダンパーの実際的な平面配置で層間変形が最も小さくなる ${}_d\beta$ を検討した結果 [11]と，本試験体において等価減衰が最も高くなる最適ダンパー耐力分担率β_{opt}（式(2)）[19),20)]を合わせて示す。

$$\beta_{opt}=\frac{{}_d\kappa}{1+{}_d\kappa+2\sqrt{1+{}_d\kappa}} \tag{2}$$

表 3 より，本試験体下層の架構部における耐力比 ${}_d\beta$は，文献 11)の値およびβ_{opt}と近い値を示しており，そのような評価において奨励される量を組み込んだことになる。一方，縮約層の ${}_d\beta$は，架構部の約 60 %とした。

以下に，架構部のダンパー設計の詳細を述べる。Y 方向には 1 層当たり 2 基のダンパーを設置する（図 2(a), (d)）。ダンパーの基数および取付け角度 ${}_d\theta$から， ${}_d\alpha_y$を満足するブレース型ダンパーの軸方向の降伏荷重 ${}_dF_y$を式(3a)より算出する。また，その際のダンパーの塑性化部断面積 ${}_dA_c$を，降伏応力度 ${}_d\sigma_y$を用いて式(3b)より算出する。

$${}_dF_y=\frac{{}_dQ_y}{2\cos{}_d\theta},\quad {}_dA_c=\frac{{}_dF_y}{{}_d\sigma_y} \tag{3a,b}$$

ブレース型ダンパーの軸方向の弾性剛性 ${}_dk$ は次式より算出した。

$${}_dk=\frac{E\cdot{}_dA_c}{{}_dL}\frac{{}_d\lambda_A}{1+{}_d\lambda_L({}_d\lambda_A-1)} \tag{4}$$

ここで， E：ヤング係数，${}_dL$：ダンパー長さ， ${}_d\lambda_A$：ダンパーの塑性化部断面積 ${}_dA_c$ に対する弾性部断面積 ${}_dA_b$の比 (= ${}_dA_b/{}_dA_c$)，${}_d\lambda_L$：ダンパー長さ ${}_dL$ に対する塑性化部長さ ${}_dL_c$の比(= ${}_dL_c/{}_dL$)である。図 4 に示すように，${}_dA_b$にはダンパーが取り付くガセットプレートおよびパネルゾーンも含まれるが，本論文では，それらの断面積もダンパーの弾性部断面積と等しいものとして評価した。一般に ${}_d\lambda_L$ を小さい値にするとダンパーの剛性が増加するため，架構の負担せん断力が低減する傾向にあるが，ダンパーの塑性化部の歪が増大する。この場合，繰り返しによる疲労によってダンパーのエネルギー吸収性能の低下，さらには疲労限界破断などの損傷が発生する可能性があるため，ダンパーの疲労損傷に対する保有性能について注意する必要がある。後で加振計画を詳しく述べるが，本実験では，予測される長周期地震動を用いた複数の加振により，ダンパーに多くのエネルギー吸収を課すため，文献 12)で示されている ${}_d\lambda_L$ の下限値（= 0.2）を参照しつつ，全層で ${}_d\lambda_L$ = 0.25 とした。

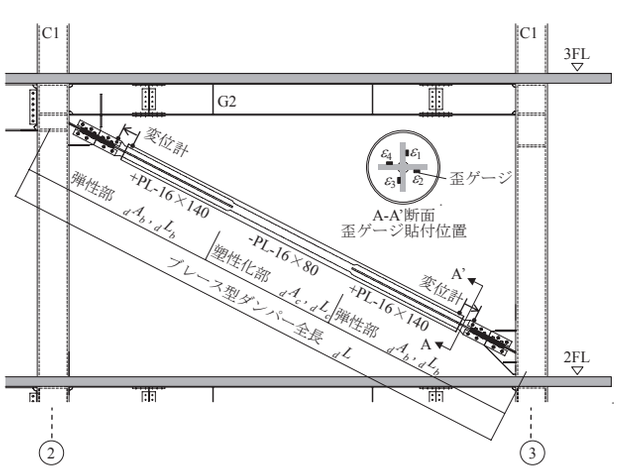


図 4 ブレース型ダンパーの計測詳細

2. 3　計測の概要

本実験では合計 833 ch の計測を，サンプリング周波数 200Hz で行った。2007 年度実験と同様に，振動台加速度，床加速度を加速度センサで，層間変形を変位センサにより計測した。G1 梁（図 2）のすべてについて，端部における曲げモーメントと回転角を，歪ゲージおよび変位センサを用いて求めた [7)]。

実架構部に設置されているブレース型ダンパーの荷重 ${}_dF$ はダンパーに貼付けた 4 枚の歪ゲージにより得られる歪の平均値に，ヤング係数および歪ゲージ貼付位置の断面積を乗じて算出した [21)]。ダンパー変形は，ダンパー上下に設置した変位センサより求めた（図 4）。

2. 4　エネルギーの算出方法

試験体への入力エネルギー$E(t)$は次式で算出できる [7),15)]。

$$E(t)=-\sum_{i=1}^{N}\int_0^t \dot{x}_i(t)m_i\ddot{z}_0(t)dt \tag{5}$$

ここで，N：層数，$\dot{x}_i(t)$ ：i 層の相対速度， $\ddot{z}_0(t)$ ：振動台加速度である。加振終了時刻を t_0 とすると，入力エネルギーの速度換算値 V_E は， $E(t_0)$を用いて次式より求められる。

$$V_E=\sqrt{2E(t_0)/\sum_{i=1}^{N}m_i} \tag{6}$$

試験体全体で吸収するエネルギー$W(t)$は，各層での層吸収エネルギー$W_i(t)$の総和で表される。$W_i(t)$は，せん断力 $Q_i(t)$と層間変形$\delta_i(t)$の履歴の面積から算出する [7)]。この場合，せん断力 $Q_i(t)$を，絶対加速度と質量から算出するため，$W_i(t)$には構造減衰によって吸収したエネルギーも含まれる。

本試験のように架構内にダンパーを有する制振構造における $W_i(t)$（以降，全体架構での層吸収エネルギーと呼ぶ）には，主架構での層吸収エネルギー${}_fW_i(t)$の他に，ダンパーによる層吸収エネルギー${}_dW_i(t)$が含まれている。主架構での層吸収エネルギー${}_fW_i(t)$を次式より求める。

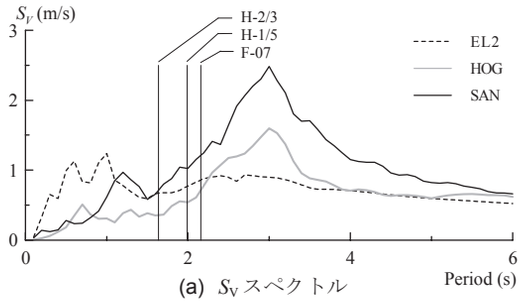
$${}_fW_i(t)=W_i(t)-{}_dW_i(t) \tag{7}$$

ここで，${}_dW_i(t)$は層に設置されている Y 方向のダンパーによる吸収エネルギーの総和で表される。1 本当たりで吸収するエネルギーは，ダンパー荷重とダンパー変形の履歴の面積より算出する。梁端部の塑性化によって吸収されるエネルギー${}_GW(t)$は梁端の曲げモーメントと回転角の履歴面積から求める [7)]。

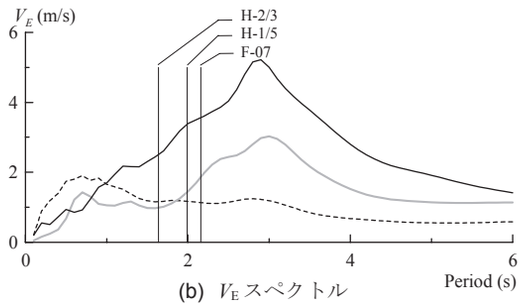
2. 5　加振計画と入力地震動

超高層建物の場合，供用期間は通常の建物に比べ遥かに長いことから，建物の供用期間中に複数の地震動を受けることも想定する必要もある。本実験ではこうした観点を踏まえて長周期地震動に対する多数回の加振を行うこととした。

本実験でも，2007 年度実験と同じ入力波を用いた。標準地震波として最大速度を 50 kine に基準化した El Centro（1940）レベル 2 地震動（EL2）を用いた。また，首都圏に予想される長周期地震動 [22),23)]として，関東地震を想定した気象庁波（TOK），東海地震を想定した東扇島波（HOG），および東海・東南海地震動を想定した東海地方の長周期地震動 [24)]である三の丸波（SAN）を採用した。表 4 に概要を示す。



(a) S_V スペクトル



(b) V_E スペクトル

図 5 EL2，HOG，SAN のスペクトル

表 4 入力波と加振順序

地震動	表記	想定地震	備考
エルセントロ波	EL2	−	設計用
東京・気象庁波	TOK	関東地震	首都圏
川崎・東扇島波	HOG	東海地震	首都圏
名古屋・三の丸波	SAN	東海・東南海地震	東海

表記	Δt 倍率	加速度倍率
SAN	1.00	1.00
SAN08	0.80	1.25
SAN06	0.60	1.67

加振順序	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
H-2/3	EL2	HOG	SAN	SAN08	SAN06
加振順序	No. 6	No. 7	No. 8		
H-1/5	EL2	HOG	SAN		

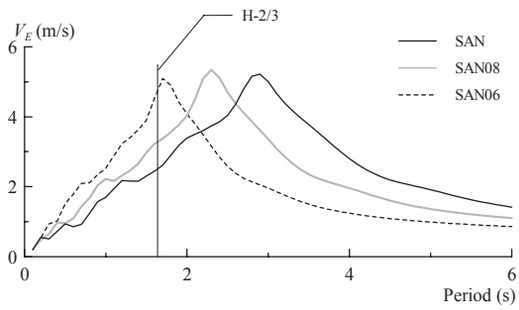


図 6 SAN，SAN08，SAN06 の V_E スペクトル

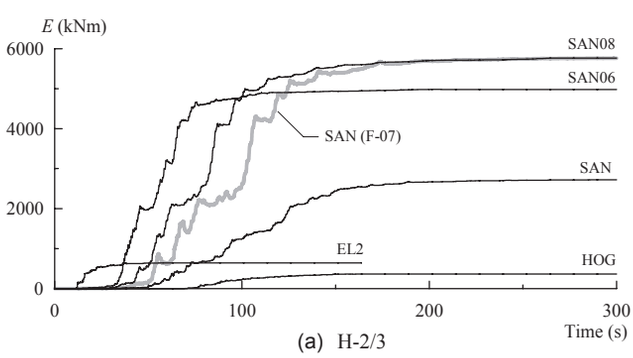
入力は水平 2 方向に与え，試験体の Y 方向には，EL2, TOK, HOG の NS 成分，SAN の EW 成分を入力した。図 5(a)に，EL2，HOG および SAN の速度応答スペクトル S_V（減衰定数 h = 5%）を示し，図 5(b)には，エネルギースペクトル V_E（減衰定数 h = 10%）を示す。図中には，F-07，H-2/3，H-1/5 の事前解析で得られた弾性 1 次固有周期を示している。SAN は，S_V ，V_E ともに 3 秒付近に地盤構造に起因したエネルギースペクトルのピーク，いわゆる「特定の周期帯[2)]」を有することが分かる。一方，事前解析では，H-2/3 の 1 次固有周期が F-07 に比べ 0.75 倍程度まで短くなり，スペクトルのピーク周期から遠ざかった。そこで H-2/3 の実験では，SAN の時間刻み Δt を圧縮してスペクトルのピーク周期を短周期側に調整し，さらに SAN と同等の V_E となるように圧縮倍率の逆数を入力波の加速度に乗じた調整長周期地震動を一連の加振に加えた。以降，Δt の圧縮倍率を 0.8 倍にしたものを SAN08 と呼び，0.6 倍にしたものを SAN06 と呼ぶ。図 6 に SAN08， SAN06 および SAN のエネルギースペクトル（減衰定数 h = 10%）と H-2/3 の弾性周期の関係を示す。SAN08 の場合は，ダンパーの塑性化に伴い等価な周期が入力地震動のピーク周期に向かい，SAN06 の場合は，ダンパーの塑性化に伴い等価な周期が入力地震動のピーク周期を超えることが予想された。入力波と加振順序の概要を表 4 に示す。また，加振順序についてはダンパーが塑性化したものを記した。

3. 制振効果の検討

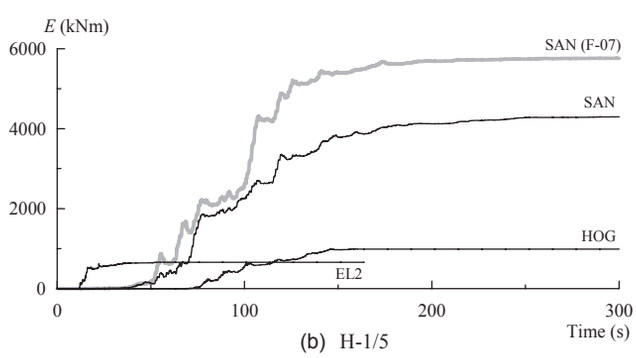
3.1 入力エネルギー

まず，試験体に入力されたエネルギーを確認する。図 7(a), (b)に，式(5)より求めた H-2/3 および H-1/5 での入力エネルギーの時刻歴 $E(t)$を示す。設計用地震動である EL2 では短時間に大部分のエネルギーが入力されているのに対し，長周期地震動である HOG や SAN では約 5 倍もの時間をかけてエネルギーが増加している。加振終了時における H-2/3 での SAN08 の入力エネルギー$E(t_0)$は，F-07 での SAN と同等の値となっており，EL2 の約 10 倍の $E(t_0)$に達した。その他の $E(t_0)$は，H-2/3 での SAN06，H-1/5 での SAN そして H-2/3 での SAN の順に小さくなっている。EL2 での H-2/3 と H-1/5 の $E(t_0)$はほぼ等しい。HOG では H-2/3 に比べ H-1/5 が 2 倍近く大きくなっている。

これらの入力エネルギーの違いを，エネルギースペクトルと周期の関係から考察する。実験値から式(6)を用いて算出した入力エネルギーの速度換算値 V_E をエネルギースペクトル上にプロットした結果を図 8(a)，(b)に示す。ここでは，試験体頂部加速度と振動台加速度の伝達関数より得られる 1 次固有周期を有効周期[15), 25)]としている。評価した有効周期を見ると，ダンパーのない F-07 では 2.5 秒付近となるに対し， H-2/3 の場合にはダンパーを付けることで 1.5 秒付近まで短くなっていることがわかる。図 8(a)の，EL2，HOG，SAN のいずれの入力において，実験値のプロットは h = 10%としたエネル



(a) H-2/3



(b) H-1/5

図 7 吸収エネルギー量の時刻歴波形

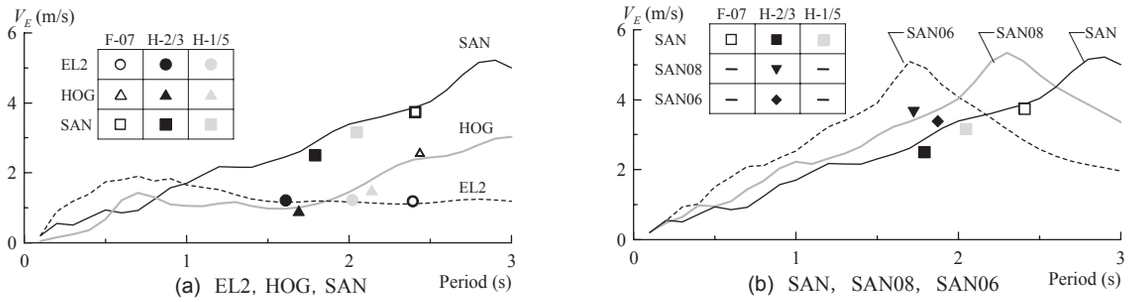


図 8 エネルギースペクトルと実験値の比較

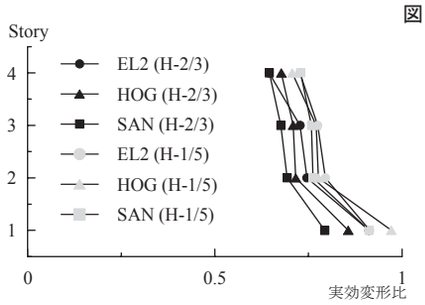


図 9 ダンパーの実効変形

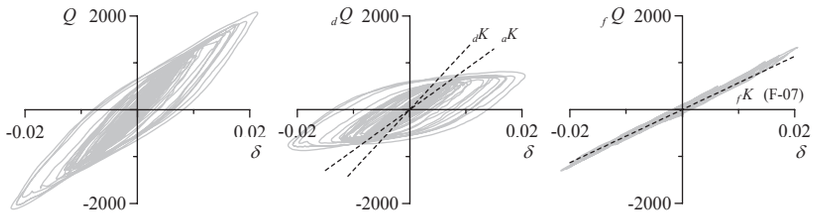


図 10 力と変形の関係（SAN(H-1/5) 2 層）（単位:kN, m）

ギースペクトルと良い対応を示している。これらの実験結果は，制振補強された超高層建物の有効周期を特定することで，エネルギースペクトル（h = 10%）において入力エネルギーの変化が評価されることを示している。図 8(b)の SAN, SAN08, SAN06 での結果についても SAN および SAN08 では実験値はエネルギースペクトルと良い一致を示していることが確認できる。ただし, SAN06 での実験結果（図中◆）は，有効周期での V_E を 25 %ほど下回る結果となった。これは，長周期化によって有効周期がスペクトルのピークを超えて入力エネルギーが減少する過程で，エネルギースペクトルが平滑化されることが一因と考えられる [10),15),25)]。

3. 2　実架構内の変形特性

図 9 には，実験より得られた実架構部でのダンパーの実効変形比を示す。ここで，ダンパーの実効変形比とは，それぞれ実験で計測された最大層間変形δに対するダンパーの最大変形の水平方向成分（実効変形）${}_d\delta$ の割合である。得られた実効変形比は概ね 0.75 を示しており，架構に生じた層間変形の 75 %程度がダンパー自身の変形に置換されたと見なすことができる。超高層建物の場合，建物の全体曲げ変形の影響により，ダンパーの実効変形が減少するが [11)]，本試験体は，超高層建物の架構を部分的に取り出しているため，建物の全体曲げ変形を忠実に再現できていない。このことから，図 9 に示す本実験における実効変形の低下は，ガセットプレートや周辺架構の変形が主な原因と考えられる。1 層目の実効変形比は，柱脚が基礎に固定される影響で他の階に比べて大きくなっている。

次に，力と変形の関係から実効変形比を分析する。図 10(a)〜(c)に， SAN 加振時の H-1/5 の 2 層目における層間変位$\delta(t)$ と，(a)全体架構のせん断力 $Q(t)$，(b)ダンパーの水平方向荷重 ${}_dQ(t)$，(c)フレームのせん断力 ${}_fQ(t)$の履歴をそれぞれ示す。なお，${}_fQ(t)$は，$Q(t)$からダンパー水平方向荷重を層で合算した ${}_dQ(t)$を引いて求めている。図 11 は図 10(a)〜(c)の関係を模式的に表したものであり，${}_bK$ は層間変形に対してダンパー以外の変形を表現するバネである。${}_bK$ とダンパー2 本分の水平剛性 ${}_dK$ の直列系を付加系 ${}_aK$ と呼ぶ [12)]。図 10(b)の履歴の横軸を層間変形δで表しているため，履歴の弾性剛性は ${}_aK$ を表し，ダンパーのみの剛性 ${}_dK$ に比べて実効変形比の低下の分だけ低減する。図 10(c)には F-07 実験より得られた弾性範囲での 2 層目の主架構の層剛性を破線（${}_fK$ (F-07)）で重ねて示している。図 10(c)の履歴より得られる剛性は F-07 に比べ 7%ほど剛性が高いが，これは柱梁接合部に設置したガセットや梁端の補強によって層の剛性が増加したためと思われる。なお，F-07 の解析モデル（付録 A）において，梁端部の剛性を 5〜9%増加させた場合，層剛性は実験結果と良い対応を示した。図 10(c)の主架構の 履歴は概ね弾性に留まっていることから，全体架構で吸収したエネルギーの大半がダンパーで吸収された様子が見てとれる。吸収エネルギーについては 4 章で詳しく述べる。

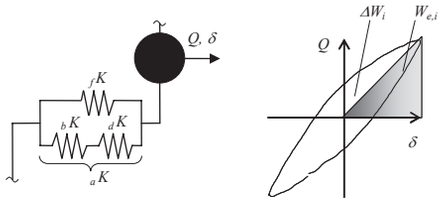


図 11 各層剛性の関係

図 12 ΔW_i , $W_{e,i}$ の定義

3. 3　減衰特性

ダンパーの部分配置による制振効果を等価減衰定数によって評価する。本論文では，実架構部で層間変形が最も大きな値を示した 3 層での層間変形が最大となった際の，各層での $Q_i-\delta_i$ の 1 サイクルの履歴を用いて，試験体の等価減衰定数 h_{eq} を次式 [26)]で算出した。

$$h_{eq}=\frac{\sum_{i=1}^{N}h_{e,i}\cdot W_{e,i}}{\sum_{i=1}^{N}W_{e,i}},\quad h_{e,i}=\frac{1}{4\pi}\cdot\frac{\Delta W_i}{W_{e,i}} \tag{8a, b}$$

ここで，ΔW_i：全体架構での 1 サイクル間の吸収エネルギー，$W_{e,i}$：全体架構での弾性歪エネルギーである（図 12）。

以下に，上述した方法で実験値を用いて式(8)より求めた h_{eq} の妥当性を検討する。試験体頂部加速度と振動台加速度の伝達関数より得られる 1 次固有周期を等価周期 T_{eq} と仮定し，算出された h_{eq} での

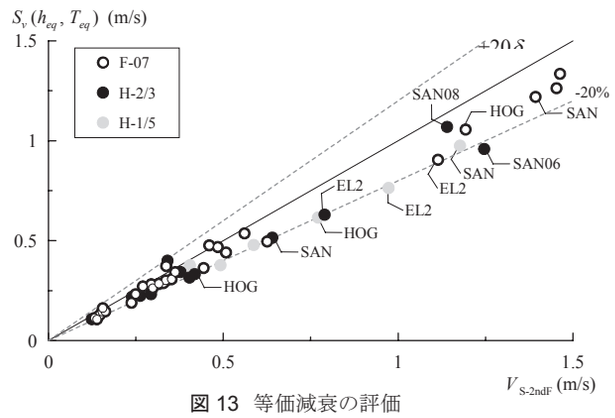


図 13 等価減衰の評価

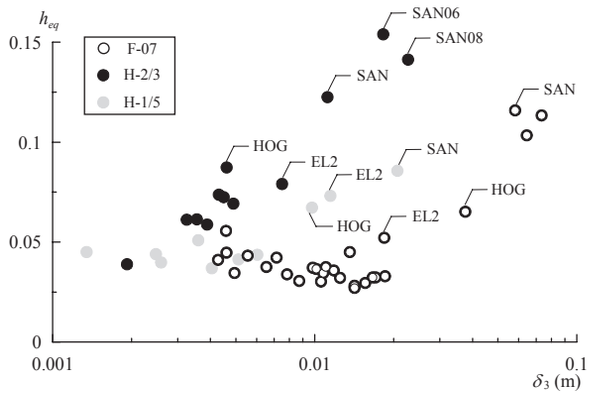


図 14 等価減衰と変形の関係

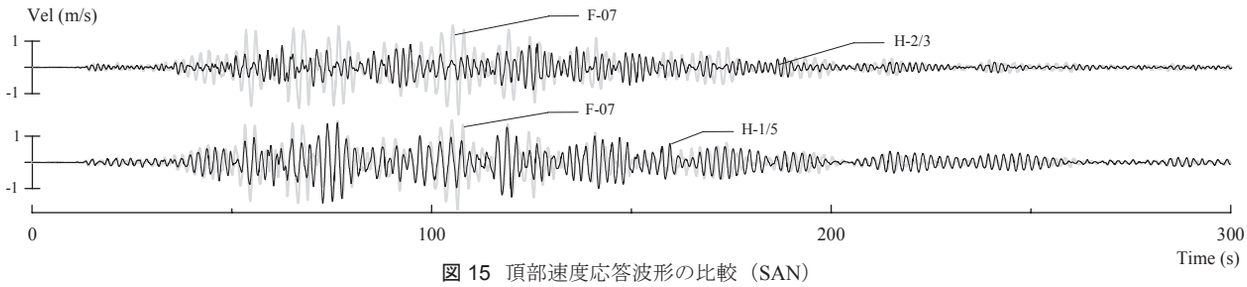
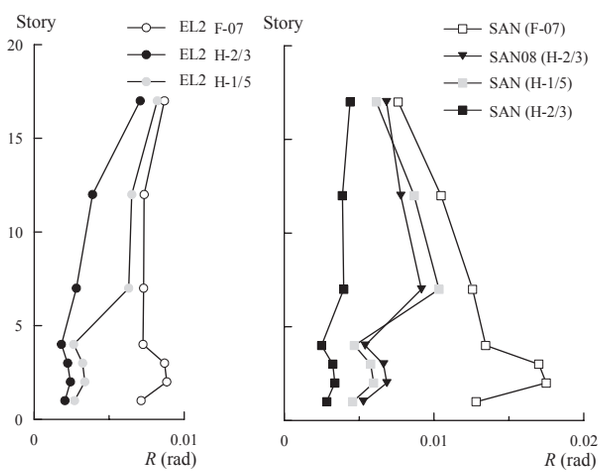


図 15 頂部速度応答波形の比較（SAN）

速度応答スペクトルから T_{eq} における値（ $S_V(h_{eq},T_{eq})$ ）を求める。想定した 21 階建物の 2/3 の高さに相当する S-2nd F を等価高さと仮定し，S-2nd F で計測された最大応答速度（$V_{S\text{-}2ndF}$ ）と $S_V(h_{eq},T_{eq})$を比較する。本試験で行った全加振での h_{eq} の評価を図 13 に示す。図 13 より h_{eq} を用いた $S_V(h_{eq},T_{eq})$は，実験結果を概ね良好に評価できていることから，上述した方法で算出した h_{eq} の妥当性が確認できた。次に，求めた h_{eq} と変形の関係を考察する。図 14 に，各入力における 3 層目の最大層間変形δ_3 と h_{eq} の関係を示す。図 14 より，F-07 では架構が弾性に留まるδ_3 = 0.019 m（R_3 = 1/200，付図 A-1(a)）程度まで h_{eq} = 0.02～0.03 の範囲に分布している。一方，架構部のブレース型ダンパーは，図 9 に示した実効変形比に応じて降伏時の変形が割り増されるので，それを考慮した降伏変形はδ_3 = 0.007 m となる。図 14 の H-1/5 においては，ほぼ対応する変形レベルから，振幅の増加に伴い h_{eq} が増加していることが確認できる。H-2/3 では，それよりも小さな変形レベルから h_{eq} が増加していることが確認できるが，これは，本試験体の上層の縮約層において，等価ダンパーがコンクリートスラブに挟まれた理想的な変形状態，すなわちダンパーの実効変形比が 1.0 に近い条件でエネルギー吸収を開始するためである。図 15 に H-2/3 および H-1/5 における SAN 入力時の試験体頂部の応答速度時刻歴波形を，F-07 における結果と比較して示す。H-2/3 および H-1/5 のいずれの場合も F-07 よりも速度応答を長時間にわたって低減している。その程度は，入力エネルギーの減少（図 8(a)），および上述の実効変形比が理由で H-1/5 に比べて H-2/3 において顕著である。

3. 4　最大層間変形角

最大層間変形角の比較を図 16 に示す。図 16(a)は EL2 の，図 16(b)は SAN および SAN08 での結果である。図中の縮約層の値は，想定 21 階建物 [6]と等価な値（図 1(a)）に換算して示している。EL2 は，いずれの試験体に対しても同等のエネルギーが入力されている（図 8(a)）。その最大層間変形角は，F-07，H-1/5，H-2/3 の順で小さくなり， H-2/3 の場合は，高さ方向の変形角分布がなめらかになっている。H-1/5 においてダンパーを設置していない層に変形の抑制効果はほとんど認められない。ダンパーを組み込んだ下層は，F-07 に比べて変形角が 1/3 程度まで抑制されている。



(a) EL2 入力時　　(b) SAN 入力時

図 16 最大層間変形角の高さ方向分布

図 16(b)においてさらに大きな変形レベルにおける傾向を見ていく。まず，SAN における F-07 と入力エネルギーが等しくなった SAN08 における H-2/3 を見ると，ダンパーを設置している層において最大層間変形角が低減していることが確認できる。ただし，EL2 の場合と比べると，縮約層では低減効果が小さい。これについては，縮約層の $_d\beta$ を架構における値の約 60 %とした影響が，大きな変形レベルで現れたと解釈できる。SAN を入力した H-2/3 と H-1/5 は，ダンパーを設置することにより H-2/3 で約 60%，H-1/5 で約 30%入力エネルギーが低下した（図 8）効果が加わることで，最大層間変形角が EL2 の場合よりも顕著に抑制された。この場合，高さ方向の変形分布の傾向は H-2/3，H-1/5 とも，EL2 の場合と等しい。

4. 累積値に着目した耐震性能評価

ここでは下層の鋼構造架構部分に焦点を絞り，ブレース型ダンパーのエネルギー分担率を調べたうえで，多数回の加振を通じてダンパーの吸収エネルギーと保有性能の関係を確認する。

4.1 架構部分の吸収エネルギーの分担率

架構部分のY方向に設置されている全てのブレース型ダンパー（2本×4 層）での吸収エネルギーの合算値を ${}_dW_{1\text{-}4}$ と呼ぶこととする。そして，架構部分全体の吸収エネルギーの合算値を $W_{1\text{-}4}$ と呼び，$W_{1\text{-}4}$ から ${}_dW_{1\text{-}4}$ を引いたものを，架構自身での吸収エネルギー ${}_fW_{1\text{-}4}$ と呼ぶ。図 17 に，実験より得られた SAN（F-07, H-2/3, H-1/5），SAN08（H-2/3）および SAN06（H-2/3）での $W_{1\text{-}4}$ と，そのなかの ${}_dW_{1\text{-}4}$ と ${}_fW_{1\text{-}4}$ の分担率を示す。ダンパーを設置していない F-07 の場合は $W_{1\text{-}4}={}_fW_{1\text{-}4}$ である。図より，F-07 に比べ，H-1/5 および H-2/3 での実架構部の全体架構で吸収しているエネルギー $W_{1\text{-}4}$ はダンパーの設置による周期変動によって小さい値となっている。一方，$W_{1\text{-}4}$ に占めるダンパーによる吸収エネルギー ${}_dW_{1\text{-}4}$ の割合はいずれも約 70 %となっている。${}_fW_{1\text{-}4}$ を比較すると，H-2/3, H-1/5 での ${}_fW_{1\text{-}4}$ は F-07 の ${}_fW_{1\text{-}4}$ に対し 7 - 19%である。

F-07 では，主架構の吸収エネルギーの 90%程度が梁の端部に集中していた[7]。図 18(a), (b)に，H-2/3 および H-1/5 の SAN 加振において，B 通り G1 梁の，3 層目および 2 層目での 1 通り側（3B12, 2B12）梁端で計測された曲げモーメント ${}_GM$ ー回転角 ${}_G\theta$ の履歴を，同位置での F-07 での結果とそれぞれ重ねて示す。図 18 より，F-07 は大きな塑性変形となっているが，H-2/3, H-1/5 ともに F-07 に比べ回転角が小さく，概ね弾性の履歴を示していることが確認できる。履歴面積より算出した 2 層目の ${}_GW_2$ で比較するとそれぞれ 5%, 9%となり，梁端の損傷が大幅に減少している様子がわかる。

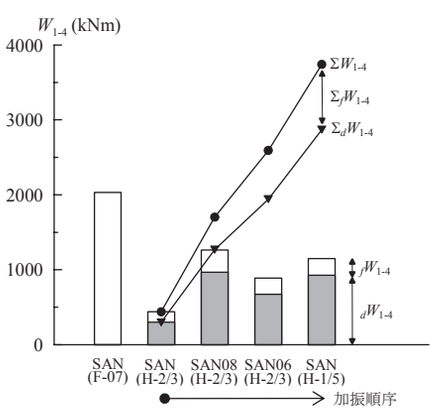


図 17 実架構部分でのエネルギー配分

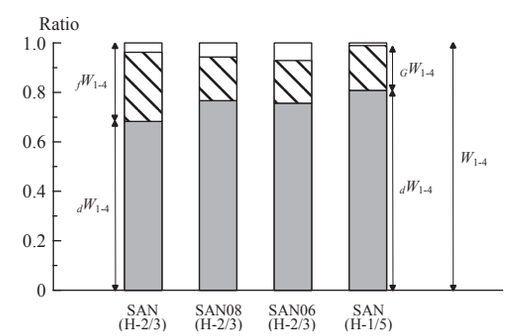


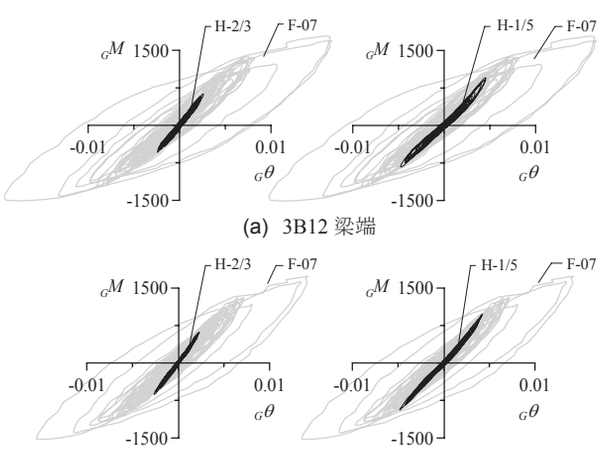
図 19 実架構部分でのエネルギー分担率

図 19 には，実架構部での吸収エネルギー $W_{1\text{-}4}$ に対する，ダンパーによる吸収エネルギー ${}_dW_{1\text{-}4}$ および梁端での吸収エネルギー合算値 ${}_GW_{1\text{-}4}$ の分担率を示す。図より，ダンパーは約 70 %を分担しており，残りの大半は梁端で吸収している。エネルギーの釣合いに基づくと，それ以外は内部減衰やコンクリートスラブのひび割れ等の損傷によるものと思われる。

4.2 複数の地震動に対する累積損傷

図 17（前述）には，加振の順序にしたがって $W_{1\text{-}4}$ の累積値 $\Sigma W_{1\text{-}4}$ および ${}_dW_{1\text{-}4}$ の累積値 $\Sigma {}_dW_{1\text{-}4}$ も合わせて示している。ここで扱うダンパーを有した 4 回の加振における $\Sigma W_{1\text{-}4}$ は，ダンパーのない F-07 が SAN を 1 回受けた際の ${}_fW_{1\text{-}4}$ に対して約 2 倍に達している。一方，架構自身での吸収エネルギーの累積値 $\Sigma {}_fW_{1\text{-}4}$ は，F-07 の ${}_fW_{1\text{-}4}$ に対して約 40%となる。この関係を梁の端部において直接比較したのが図 20 である。2 層目と 3 層目の G1 梁の梁端部での累積値 $\Sigma {}_GW_2$，$\Sigma {}_GW_3$ と，F-07 の ${}_GW_2$ および ${}_GW_3$ を示している。$\Sigma {}_GW_3$ は F-07 での ${}_GW_3$ の約 40% となり上記の架構レベルの関係と等しい。

以上のように，下層架構部におけるダンパーによって，複数の地震動から大きな入力エネルギーが与えられた場合において，梁端の損傷が安定的に抑制された。以降では，EL2 において記録された値も参照して，各加振におけるダンパー吸収エネルギーと履歴形状を比較するとともに，一般的な評価手法において仮定したダンパーの保有性能との相対関係についても言及する。まず，図 21 は，各加振に対して各層でのダンパー1 基当たりの累積塑性変形倍率 ${}_d\eta$ を累積していった値 $\Sigma {}_d\eta$ を示したものである。SAN08 を受けた際の H-2/3 の 2 層目において最も大きな ${}_d\eta$ が生じ，89.7 となっている。EL2 において記録された ${}_d\eta$ は 4.6 であり，それと比べると約 20 倍である。さらに，図 21 に示す複数の長周期地震波を入力した際における，2



(a) 3B12 梁端

(b) 2B12 梁端

図 18 梁端モーメント—回転角関係（単位: kNm, rad）

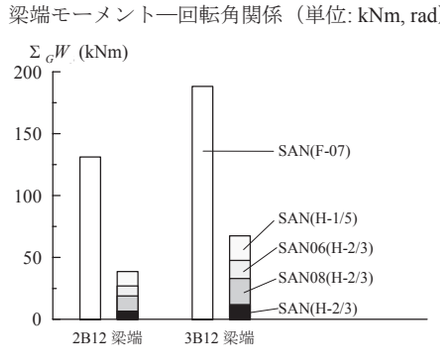


図 20 梁端吸収エネルギーの累積値

層目ダンパーの 1 基当たりの累積値は，$\Sigma_d\eta = 268.6$ となった。こうした状況下におけるダンパー軸方向の荷重 ${}_dF$－変形 ${}_du$ の履歴を図 22(a)，(b)に示す。H-2/3 での SAN08 および H-1/5 での SAN より得られた履歴であり，${}_dF_y$（式(3a)）および ${}_dk$（式(4)）を合わせて示している。一連の実験で最終的に$\Sigma_d\eta = 268.6$ に達する SAN での H-1/5 における履歴（図 22(b)）と，$\Sigma_d\eta$がその半分以下である H-2/3 における SAN08 での履歴（図 22(a)）を比較しても，${}_dF_y$や ${}_dk$ の低下は見られず，十分にダンパーの性能が保持されている。

次に，各実験におけるダンパーの吸収エネルギーと保有性能の関係を考察する。本実験で用いた座屈拘束型のダンパーについて，定振幅変位加力実験より得られた Manson-Coffin 則に基づく，ダンパーの塑性化部歪（全振幅）$\Delta\varepsilon_p$－破断繰り返し数 N_f の関係を示した疲労曲線が数多く提案されている [12), 20)]。図 23 に，本実験で用いたダンパーの疲労曲線を示す。ランダム振動時の保有性能の評価する手法も提案されているが[例えば 27)]，ここでは，簡便でかつ確実に安全側 [28)]となる手法としてダンパーの塑性化部歪の最大値（片振幅）${}_d\varepsilon_{p\max}$ を用いた繰返し数 N_{eq} によって傾向をとらえる（式(9)）。

$$N_{eq} = \frac{{}_d w(t_0)}{4\,{}_d A_c \cdot {}_d L_c \cdot {}_d \varepsilon_{p\max} \cdot {}_d \sigma_y} \tag{9}$$

ここで，${}_dw(t_0)$は，1 本のダンパーで吸収したエネルギーである。図 23 に，H-2/3 での SAN08 と EL2 について，上式より評価した全てのダンパーにおける N_{eq} と$\Delta\varepsilon_p$（$= 2\,{}_d\varepsilon_{p\max}$）をプロットした結果を示す。これらの単独加振からそれぞれの要求性能が与えられたと考えれば，本実験条件におけるダンパーは EL2 に対しては繰返し数の観点から 1000 倍以上の保有性能を有することが確認でき，一方で，SAN08 に対しては 10 倍程度の繰返し数で保有性能に達する。すなわち，長周期地震動に対しては，振幅と繰返し数が同時に大きくなるため，疲労曲線に急激に近づくことが示されている。本実験において記録された全てのダンパーの吸収エネルギー${}_dw(t_0)$の累積値に対して，H-2/3 での SAN08 の最大振幅 ${}_d\varepsilon_{p\max}$ を用いて式(9)より繰返し数 N_{eq} を求め，図 23 にプロットすると（図中：累積値），限界に達するまでに，その数倍の繰り返し数が必要と評価される。最大振幅による疲労曲線を用いた評価は安全側になることも踏まえれば，ダンパーが実験終了時まで健全性を保ったことが裏付けられる。

5. おわりに

本研究では，既存超高層建物の制振補強促進に資する実験資料の提供を目標として, E-ディフェンスにて 2007 年度に行われた振動台実験と同様の試験体を準備し，鋼製ダンパーによって補強した場合に関する実験を行った。実験では，鋼製ダンパーを 21 階建物の下層 2/3 の範囲に設置することを想定した試験体（H-2/3）と，下層 1/5 の範囲に設置することを想定した試験体（H-1/5）を用いることで補強の程度を変化させた。そして，設計用地震動である El Centro レベル 2 地震動（EL2）と想定される予測長周期地震動である三の丸波（SAN）などに加え，入力エネルギーを変化させるために SAN の時間軸と振幅を調整した SAN08, SAN06 を入力した。本論文では，これらの結果を先の 2007 年度の実験結果（F-07）と対比しつつ，設計において一般的に用いられる評価方法を通して分析した。なお，本実験手法においては，全体曲げ変形が十分に表現できず，下層の鋼構造架構に設置されたブレース型ダンパーの実効変形比は0.75以上

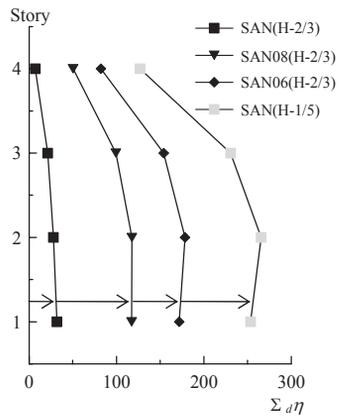


図 21 ダンパーの累積塑性変形倍率

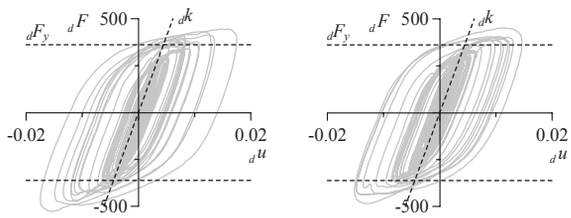


図 22 ダンパー履歴（2 層）（単位:kN, m）

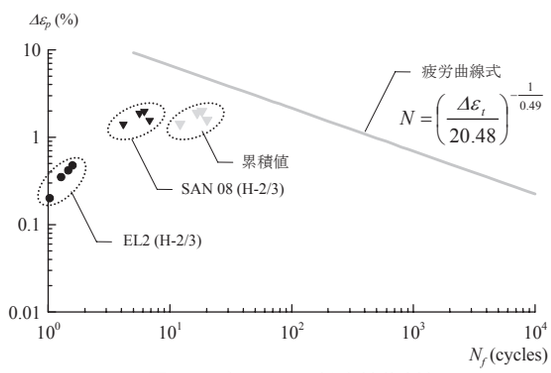


図 23 ダンパーの保有性能評価

という条件である。H-2/3 では縮約層のダンパーの実効変形比は，ほぼ 1 である。こうした条件下で，本実験により得られた知見を以下に示す。

(1) 長周期地震動では EL2 の約 5 倍もの時間をかけて入力エネルギーが増加し，実験終了時の入力エネルギーは，H-2/3 での SAN08 で最大となり EL2 の約 10 倍に達した。基礎と頂部の伝達関数から評価した 1 次固有周期（有効周期）を見ると，ダンパーのない F-07 において 2.5 秒付近となるのに対し，ダンパーを付けた H-2/3 の場合には 1.5 秒付近まで周期が短くなった。そうした条件を含むすべての加振における入力エネルギーは，10%減衰のエネルギースペクトルから有効周期を用いて概ね評価できることを示した。

(2) 下層の鋼構造架構に設置されたブレース型ダンパーは，ダンパーの実効変形比が約 0.75 となる本実験条件において，架構内における吸収エネルギーの約 70 %を負担した。複数の長周期地震動を受けた場合でもダンパーがエネルギーを吸収することで，梁端に生じる累積損傷を大幅に低減できることを確認した。

(3) 架構内の全ダンパーの吸収エネルギーを評価し，既存の疲労曲線図（保有性能）に実験結果（要求性能，N_{eq} と$\Delta\varepsilon_p$ ）をプロット

すると, EL2 入力時には保有性能が要求性能の概ね 1000 倍程度となったのに対し，SAN08 入力時にはその 1/100 の余裕度となった。すなわち，長周期地震動と設計用地震動では，ダンパーにおける要求性能と保有性能の関係が大きく異なることを確認した。同時に，その関係をもって，実験終了時までダンパー履歴が健全性を保った理由を説明した。

謝辞

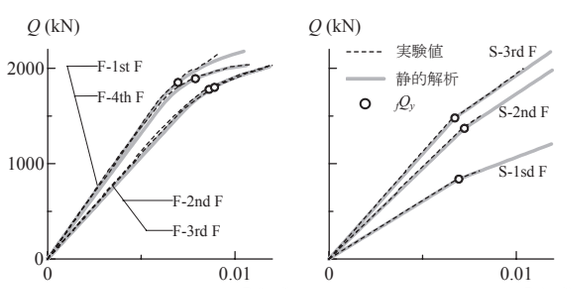
本研究は文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の一環として行われたものです。防災科学技術研究所内に設置された「都市施設の耐震性評価・機能確保研究運営委員会（委員長 : 和田章，東京工業大学教授）」において多くの貴重なご助言をいただきました。大林組 佐野剛志氏，鹿島建設 田上淳氏，清水建設 寺田岳彦氏，大成建設 木村雄一氏，竹中工務店 山本雅史氏には多大なご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 土木学会，日本建築学会 : 海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言，2006.11
2) 日本建築学会 : 長周期地震動と建築物の耐震性，丸善，2007.12
3) 建築研究所, 長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書，2005. 2
4) 土木学会・日本建築学会 巨大地震災害対応共同研究連絡会 地震動部会 : 海溝型巨大地震を考える-広域強震動の予測 2-シンポジュウム論文集，2006.2
5) 井上貴仁，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，中島正愛，斉藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子 : 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発の全体計画と概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.823-824, 2008.9
6) 長江拓也，鐘育霖，島田侑，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斉藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子 : 超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築－E-ディフェンス振動台実験－，日本建築学会構造系論文集，第 640 号，pp.1163-1171，2009.6
7) 佐藤大樹，島田侑，大内隼人，長江拓也，北村春幸，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛 : 長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率 －部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験－, 日本建築学会構造系論文集, 第 653 号, pp.1217-1226, 2010.7
8) 吹田啓一郎，北村有希子，五藤友規，岩田知孝，釜江克宏 : 高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性－想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討－，日本建築学会構造系論文集，第 611 号，pp.55-61，2007.1
9) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵 : 時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 632 号，pp.1755-1763，2008.10
10) 北村春幸，野村綾，川崎恵，壇一男，佐藤俊明 : 長寿命鋼構造建物が遭遇する複数の地震動を想定した累積損傷評価法の提案－名古屋三の丸地区で想定される地震動を対象としてー，日本建築学会構造系論文集，第 642 号，pp.1443-1452，2009.8
11) 島田侑，佐藤大樹，長江拓也，北村春幸，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斉藤大樹，福和伸夫，日高桃子 : 超高層建物の下層階に部分配置する履歴型ダンパーの効果と影響に関する検討 －長周期地震動を想定した耐震改修－，日本建築学会構造系論文集，第 649 号，pp.549-557，2010.3
12) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル,第 2 版, 2005.9
13) 飛田潤，福和伸夫，小島宏章，浜田栄太 : 地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討，日本地震工学会論文集，第 7 巻，第 2 号，pp.37-56，2007.3
14) 桐田史生，金澤健司，森清宣貴，北村春幸 : 建築物の地震損傷検知のための適応回帰型システム同定，日本建築学会構造系論文集，No.619，pp.65-72，2007. 9
15) 秋山宏 : エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999.11
16) 鍾育霖，大坊忠将，松宮智央，長江拓也，福山國夫，日高桃子，中島正愛 : 床スラブを有する鉄骨柱梁接合部に対する補強実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp1085-1092，2009
17) 市川康，山田努，中村博志，山田哲，竹内徹，和田章 : エポキシ樹脂と接着系アンカーによる鋼構造建築用耐震補強ブレースの接合方法に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第 585 号，pp.23-30，2004.11
18) 日本建築学会 : 鋼構造接合部設計指針，第 2 版，2008.7
19) 井上一朗, 小野聡子 : 履歴ダンパーの適正耐力分担率と架構の設計耐力, 構造工学論文集, Vol.41B, pp.9-15, 1995.3
20) 建築研究所 : 鋼構造建物へのエネルギー法活用マニュアルー平成 17 年度国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法」に準拠してー，技報出版，2008.9
21) 笠井和彦，大木洋司，引野剛，伊藤浩資，元結正次郎，石井正人，小崎均，梶原浩一 : 5 層実大制振建物の震動実験，2010 年度日本建築学会大会（北陸）構造部門（鋼構造）パネルディスカッション資料，日本建築学会，pp.33-47，2010.9
22) 佐藤俊明，壇一男 : 関東地震による首都圏の広帯域強震予測, 免震構造設計指針，日本建築学会，pp.263-274，2001.9
23) 土方勝一郎，植竹富一，金谷淳二，真下貢，早川崇，渡辺基史，佐藤俊明 : 想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測，日本建築学会構造系論文集，第.617 号，pp.55-62，2007.7
24) 愛知県建築住宅センター : 名古屋三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版），(財)愛知県建築住宅センター耐震構造委員会設計用入力地震動検討部会，pp.1-48，2004.6
25) 秋山宏 : 非線形性の強い構造物の有効周期, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号，pp.17-23，2007.11
26) 柴田明徳 : 最新 耐震構造解析，森北出版，2000.3
27) 竹内徹，井田茉利，山田哲，鈴木一弁 : 変動歪振幅における座屈拘束ブレースの累積塑性変形予測，日本建築学会構造系論文集，第 586 号，pp.203-210，2004.12
28) 日本建築学会 : 建築物の耐震性能評価手法の現状と課題－限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析ー，丸善，2007.12
29) 加藤勉，青木博文，山内泰之 : 引張・圧縮繰返し荷重を受ける鋼素材の挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.803-804，1970.9

付録 A　3 次元部材レベルモデル

設計図及び F-07 実験結果のデータをもとに 3 次元の部材レベルモデルを作成した。部材端の復元力特性は MS（Multiple Spring）モデルで表した。弾性範囲での各層の層せん断力 Q_i－層間変形 δ_i の履歴曲線から，最小二乗法により層剛性と一致するように, 2-4 層目床においてスラブの合成効果による梁の曲げ剛性の増大率 ϕ を 1.7 とした。縮約層の直下の梁については ϕ=3.7 とした。縮約層の積層ゴムと U 型ダンパーは MSS（Multiple Shear Spring）でモデル化した。付図 A1 に，文献 29)の手法を F-07 での SAN 加振時の Q_i－δ 履歴に準用して算出した骨格曲線（破線）と，本解析モデルでの静的解析結果（実線）の比較を示す。付図 A1(a)は実架構部，(b)は縮約層での比較である。また，図中の白丸（○）は，静的解析において層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した際のせん断力 ${}_fQ_i$ を示している。図より，実験結果と静的解析結果は良い一致を示しており，本解析モデルの妥当性を確認できた。



(a) 実架構部分　(b) 縮約層

付図 A1 解析モデルの精度

（2011年 2 月 8 日原稿受理，2011年 6 月 9 日採用決定）